DOI: 10.22067/jfcei.2022.73042.1072
https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

اثر مدت دوام زلزله بر بیشینه تغییرمکان سازهٔ تک درجه آزادی الاستوپلاستیک*

محمدحسین حاجی‌محمدی(۱)　　حر خسروی(۲)　　رضا دزواره رسنانی(۳)

چکیده *محققان درمورد میزان تأثیرگذاری مدت دوام زلزله بر آسیب‌پذیری سازه‌ها وحدت نظر ندارند. عمدهٔ این اختلاف ناشی از در نظر گرفتن شاخص‌های خرابی متفاوت در این تحقیقات ا ست. در این تحقیق بیشینه تغییرمکان سازه تحت تأثیر مدت دوام زلزله مورد برر سی قرار می‌گیرد. بدین منظور سازه‌های تک درجه آزاد با اثر پی- دلتا تحت جفت نگاشـــت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه دارای طیف معادل قرار می‌گیرد. در این تحقیق تعداد زیادی (بالغ بر ۱۵۰۰۰۰) تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده‌است که شامل تحلیل ٤١ سازه با دوره‌های تناوب ۱ تا ۵ ثانیه با ۲ ضریب رفتار مختلف و ۷ حالت از شرایط بار ثقلی تحت ١٤٦ جفت نگا شت با طیف‌های پا سخ شتاب معادل می‌با شد. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که درصورت عدم فروریزش سازه، بیشینه تغییرمکان‌های سازه تحت نگا شت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه تفاوت چندانی ندار. اما با ورود به شکل‌پذیری‌های بزرگ، میزان فروریزش سازه‌ها تحت نگا شت‌های با مدت دوام طولانی تا حدود ۲ برابر بیشتر از جفت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه می‌باشد.*

واژه‌های کلیدی مدت داوم زلزله، جفت نگاشت‌های معادل طیفی، رفتار الاستوپلاستیک، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

مقدمه و مرور ادبیات فنی

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، آیین‌نامه‌های طراحی معمولاً تأثیر پارامترهای کلیدی شدت و محتوای فرکانسی زلزله را لحاظ کرده و از اثر مدت دوام زلزله صرف‌نظر می‌کنند. درواقع ضوابط لرزه‌ای برمبنای نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه تنظیم شده‌اند و از این‌رو عملکرد سازه‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی نیازمند بررسی‌های بیشتر می‌باشد. در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی، میزان خسارت و پاسخ سازه‌ها براساس حرکت قوی زمین با مدت دوام کوتاه تنظیم شده‌اند. تحقیقات متعددی پیرامون میزان تأثیر مدت دوام حرکت قوی زمین بر خسارت‌های وارد به سازه انجام شده‌است که بین نتایج به‌دست آمده تفاوت زیادی وجود دارد؛ برخی تأثیر مدت دوام حرکت قوی زمین را قابل توجه و برخی بی اثر و قابل چشم‌پوشی ارزیابی کرده‌اند؛ به‌طور مثال چای و فایفر [1] معتقدند تأثیر خرابی تجمعی ناشی از حرکت قوی زمین با دوام طولانی، با افزایش مقاومت جانبی سازه، کاهش می‌یابد. ازاین‌رو باید ضریب برش پایهٔ بیشتری برای سازه‌های تحت تأثیر حرکت قوی زمین با دوام طولانی درنظر گرفت؛ در حالی‌که شوم و همکارانش [2] در شتاب طیفی برابر، ارتباط قابل توجهی بین پاسخ‌های سازهٔ تک‌درجه آزاد و مدت دوام حرکت قوی زمین قایل نیستند.

بعد از زلزلهٔ نورتریج (Northridge) و کوبه (Kobe) شکست اتصالات قاب‌های خمشی فولادی مشاهده شد [3,4]، برخی از این شکست‌ها به‌علت ضعف جزئیات جوش نفوذی نسبی اتصالات بود که این می‌تواند بعد از یک پالس بارگذاری اتفاق بیفتد و این نوع شکست، مستقل از مدت دوام حرکت قوی زمین است؛ در حالی‌که اتصالات مناسب‌تر با جوش نفوذی کامل هم دچار شکست شد. در این اتصالات ترک‌ها از جوش شروع می‌شود و به بال و جان در ناحیهٔ اتصال گسترش پیدا می‌کند. این نوع مکانیزم شکست، در اثر خستگی در تعداد چرخه‌های کم اتفاق می‌افتد. از این‌رو مدت زمان بارگذاری دارای اهمیت ویژه‌ای است. حین تحقیقات آزمایشگاهی شواهد و مدارک بیشتری از این نوع شکست حاصل شد. آزمایش‌ها برروی انواع اعضای سازه‌ای نشان می‌دهد که دامنه‌ای از تغییرمکان که در آن شکست اتفاق می‌افتد، معمولاً به تعداد چرخه‌های تغییرمکان وابسته است [5].

تحقیقات انجام‌شده برای بررسی اثر مدت دوام را می‌توان براساس شاخص‌های خرابی مختلف دسته‌بندی کرد: معیارهای تجمعی، معیارهای انرژی، استفاده از طیف پاسخ و معیارهای

* تاریخ دریافت مقاله ۱٤۰۰/۷/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ١٤٠١/١/١٤ می‌باشد.
(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکدهٔ مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.
(۲) نویسندهٔ مسئول، استادیار مهندسی عمران، دانشکدهٔ مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.
(۳) استادیار مهندسی عمران، دانشکدهٔ مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.
Email: khosravi@nit.ac.ir

جابه‌جایی نسبی یا تغییر مکان. در ادامه نتایج تحقیقات آزمایشگاهی و هریک از دسته‌های فوق به اختصار آمده‌است:

نتایج اکثر تحقیقات آزمایشگاهی حاکی از اهمیت بالای مدت دوام حرکت قوی زمین بود. کراوینکلر [6] تجمع خرابی را تابعی از تعداد رفت‌وبرگشت‌های غیرخطی و مقدار تغییرشکل‌های پلاستیکی می‌داند که یک عضو در طول زمین‌لرزه تجربه می‌کند. تعداد رفت‌وبرگشت‌های غیرخطی به‌طور تقریبی با مدت دوام حرکت قوی زمین رابطهٔ خطی دارد و به همین علت، خرابی تجمعی با افزایش مدت دوام حرکت قوی زمین افزایش می‌یابد.

اتصالات تیر به ستون سازه‌های فولادی بااستفاده از میز لرزه توسط کالادو و همکارانش [7] بررسی شد. نمونه‌های مورد آزمایش کاملاً دقیق و براساس سازه‌های واقعی و در مقیاسی متناسب با میز لرزه ساخته شده‌بودند. با این وجود نتایج به‌دست‌آمده مشابه مشاهدات میدانی بعد از زلزله‌های کوبه و نورتریج بود.

مندر و همکارانش [8] آزمایش هایی با دامنه بارگذاری ثابت و متغیر برروی اتصالات با نبشی‌های روسری و زیرسری انجام دادند. آن‌ها دریافتند که شکست اتصال بااستفاده از مدل خطی خرابی تجمعی قابل پیش‌بینی است. این مدل مشابه مدلی است که ماینر [9] برای خستگی فولاد، ناشی از تعداد بالای چرخه ها ارائه کرده‌بود. از این‌رو اهمیت تعداد چرخه های بارگذاری و به‌تبع آن، مدت دوام حرکت قوی زمین در پیش‌بینی شکست اتصال مشهود است [10].

معیارهای خرابی در اثر خستگی در تعداد چرخه‌های کم به‌طور محافظه‌کارانه‌ای نشان دادند که فروریزش می‌تواند با تعداد زیادی چرخه با دامنهٔ کوتاه یا با تعداد کمتری چرخه با دامنهٔ بزرگ‌تر اتفاق بیفتد. نتایج مطالعهٔ چای [11] نشان می‌دهد که مقاومت جانبی سازه باید افزایش یابد تا خرابی ناشی از تعداد چرخه‌های غیرخطی، در حرکت قوی زمین با مدت دوام طولانی را جبران کند.

هاوزنر [12] از اولین محققانی بود که پیشنهاد داد سازه‌ها به‌گونه‌ای طراحی شوند تا قابلیت جذب انرژی کافی داشته‌باشند تا بتوانند در مقابل نیاز انرژی ایجاد شده توسط حرکت قوی زمین، مقاومت کنند. هم‌چنین او اظهار کرد که اگر دو زمین‌لرزه با شدت طیفی مشابه اما مدت دوام یکی بزرگ‌تر از دیگری باشد، آن‌گاه احتمال دارد خرابی‌های متفاوتی را سبب شوند [13].

رهنما و مانوئل [14] نیازهای لرزه‌ای با اولویت نیازهای انرژی را بااستفاده از سیستم‌هایی با رفتار دوخطی، مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها دریافتند که اگرچه نیازهای مقاومتی به‌مدت دوام حرکت قوی زمین چندان حساس نیستند، اما انرژی ورودی و نیاز انرژی هیسترزیس کاملاً به مدت دوام حرکت قوی زمین وابسته‌اند.

هنکوک و بومر [15] یک ساختمان هشت طبقه با سیستم قاب- دیوار برشی را تحت ۳۰ نگاشت زلزله با مدت دوام‌های متفاوت مورد تحلیل قرار دادند. با مقیاس کردن و نزدیک کردن نگاشت‌ها به هم، تأثیر اصلی دامنهٔ پاسخ را حذف کردند. نتایج حاصل نشان داد که بین مدت دوام حرکت قوی زمین و معیار خرابی تجمعی ارتباطی وجود دارد که از جملهٔ آن‌ها می‌توان به انرژی هیسترزیس جذب شده و خرابی ناشی از خستگی اشاره کرد.

جنینگز وهاسید [16] تأثیر بار ثقلی بر پاسخ لرزه‌ای سازهٔ تسلیم شدهٔ تک‌درجه آزاد تحت زلزلهٔ مصنوعی را مورد ارزیابی قرار دادند. محور اصلی مطالعهٔ آن‌ها، تعیین زمان لازم برای پیشروی تسلیم تا نقطهٔ فروریزش موردنظر بود. نتایج آن‌ها نشان داد که بار ثقلی پیشروی تغییرشکل‌های ماندگار را به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌دهد چون تأثیر بار ثقلی با رشد تغییرشکل‌ها افزایش می‌یابد و تغییرشکل‌های ماندگار به یک‌باره تا آستانهٔ فروریزش پیش می‌رود. آمار و ارقام پاسخ سازهٔ تک‌درجه آزاد با رفتار الاستوپلاستیک نشان می‌دهد که به‌طور میانگین زمان لازم برای فروریزش، با مربع نسبت قدرت زلزله به حد تسلیم جانبی سازه، رابطهٔ عکس دارد. هم‌چنین نتایج به‌طور ضمنی نشان داد که زمین‌لرزه با مدت دوام کوتاه باید مقادیر شتاب به‌مراتب بزرگ‌تری نسبت‌به زمین‌لرزه با مدت دوام طولانی داشته باشد تا باعث فروریزش در یک سازه شود. برای سازه با رفتار دوخطی، هرچه شیب خط دوم افزایش یابد، میانگین زمان لازم برای فروریزش نیز افزایش قابل‌توجهی پیدا می‌کند.

آبِل و همکارانش [17] با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، میزان وابستگی ضریب رفتار دیوارهای ساخته‌شده از مصالح بنایی و غیرمسلح را به مدت دوام زمین‌لرزه بررسی کردند. نتایج، تأثیر قاطعانهٔ حرکت قوی زمین با مدت دوام طولانی که مقادیر طیف پاسخ آن مشابه حرکت قوی زمین با مدت دوام کوتاه است

را بر خرابی‌های ایجادشده در سازه‌های با مصالح بنایی نشان داد. بر این اساس آن‌ها لحاظ کردن اثر مدت دوام حرکت قوی زمین را در تعیین ضریب رفتار ساختمان‌های با مصالح بنایی، دور از ذهن نمی‌دانستند. برای درنظر گرفتن اثر مدت دوام زمین‌لرزه بر ضریب رفتار ساختمان‌های با مصالح بنایی، در مناطقی که لرزه‌خیزی کم‌تر، بزرگای زلزله کوچک‌تر و مدت دوام مورد انتظار کم‌تری دارد، می‌توان ضریب رفتار بزرگ‌تری نسبت‌به مناطقی با لرزه‌خیزی زیاد و زلزله‌های شدیدتر و با مدت دوام طولانی‌تر درنظر گرفت.

برپایهٔ نتایج مطالعهٔ مهین [18] مدت دوام حرکت شدید زمین می‌تواند تأثیر قابل‌توجهی بر تغییرشکل‌های غیرخطی و نیاز استهلاک انرژی داشته باشد؛ این موضوع خصوصاً د مورد سازه‌های نسبتاً ضعیف و با دورهٔ تناوب کوتاه که انتظار می‌رود تغییرشکل‌های غیرخطی قابل توجهی ایجاد شود، صدق می‌کند. هم‌چنین او خواستار توجه ویژه برای تعیین کل مدت دوام لرزش برای سازه‌هایی شد که امکان تغییرشکل ناشی از نرم شدن یا ظرفیت استهلاک انرژی محدودی دارند.

در سال‌های اخیر تأثیر مدت دوام زلزله برروی سیستم‌های مختلف سازه‌ای به‌طور گسترده‌ای مورد تحقیق و بررسی قرار گرفته‌است. نمونه‌های زیادی از این تحقیقات برروی سازه‌های فولادی، سازه‌های بتنی، سازه‌های چوبی و پل‌ها در ادبیات فنی موجود است [33-19]. شایان ذکر است که بسیاری از تحقیقات سال‌های اخیر به مطالعهٔ منحنی‌های شکنندگی و ظرفیت فروریزش سازه‌ها در اثر افزایش مدت دوام زلزله می‌پردازد.

هر چند مطالعهٔ سیستم‌های مختلف سازه‌ای نگاهی جزئی‌تر و دقیق‌تر به مسئله دارد ولی از طرف دیگر به‌علت دشواری طراحی اولیه، مدل‌سازی غیرخطی و تحلیل دینامیکی سازه از محدودیت‌هایی نیز برخوردار است؛ به‌عنوان مثال امکان مدل‌سازی تعداد کمی از مدل‌های یک سیستم سازه‌ای وجود دارد و درنتیجه امکان نگاه عمومی‌تر و بررسی گسترده‌تر پارامترهای کلیدی سازه وجود ندارد. در عین حال طی مطالعهٔ سیستم‌های تک درجه آزادی، به‌دلیل سادگی مدل‌سازی و زمان کوتاه تحلیل امکان بررسی بازهٔ وسیعی از پارامترهای کلیدی سازه وجود دارد.

به‌عنوان مثال مولازاده و صفاری [34] به مطالعهٔ شکل‌پذیری و انرژی هیسترتیک در سیستم‌های تک درجه آزادی با رفتار زوال ناشی از باریک‌شدگی پرداختند. آن‌ها نتیجه‌گیری کردند که باریک شدگی نه‌تنها برروی انرژی هیسترتیک مستهلک‌شده تأثیرگذار است، بلکه برروی نیاز شکل‌پذیری سازه در پریودهای کوچک نیز تأثیر قابل توجهی دارد.

از آن‌جایی که در سیستم‌های تک درجه آزادی الاستوپلاستیک با شاخص‌های پایداری بالا، با افزایش مدت دوام زمین‌لرزه تغییرمکان‌های سازه در طول مدت زلزله به یک سمت متمایل می‌شود و امکان برگشت کامل آن وجود ندارد، انتظار می‌رود که در مدت دوام طولانی حرکت زمین تغییرمکان‌ها به‌صورت تجمعی افزایش یابد و موجب افزایش خسارت و فروریزش سازه شود.

برای مطالعهٔ این موضوع، مقالهٔ حاضر سیستم تک درجه آزادی را به‌نحوی مدل‌سازی می‌کند که علاوه‌بر بررسی پارامترهای پریود و میزان غیرخطی شدن سازه، اثر بار ثقلی (اثر پی- دلتا) نیز مورد مطالعه و بررسی قرار گیرد. بدین منظور الگوریتمی خلاقانه پیشنهاد و پیاده‌سازی شده‌است که با کمک آن امکان طراحی سازه‌های غیرخطی تحت اثر بار ثقلی فراهم شود و تأثیر هم‌زمان دو پارامتر مدت دوام زلزله و شدت بار ثقلی مورد مطالعه قرار گیرد.

مدل‌سازی و فرآیند تحلیل

در این تحقیق بااستفاده از نرم‌افزار اپنسیس سازهٔ تک درجه آزادی با ضریب رفتارهای گوناگون مدل شد و تحت نگاشت‌های مختلف قرار گرفت. در ادامه جزئیات مدل‌سازی سیستم تک درجه آزادی که در شکل (۱) آمده‌است به اختصار توضیح داده می‌شود:

۱. تیر- ستون صلب: المان ستون با ارتفاع $1m$، مدول الاستیسیته 200 GPa و مساحت و ممان اینر سی مقطع به‌ترتیب برابر با $1m^2$ و $0.01m^4$ مدل‌سازی شد تا از کفایت صلبیت خمشی آن اطمینان وجود داشته باشد. در ادامه و پس از تشریح کامل مدل، کفایت صلبیت خمشی تیر- ستون اثبات خواهد شد.

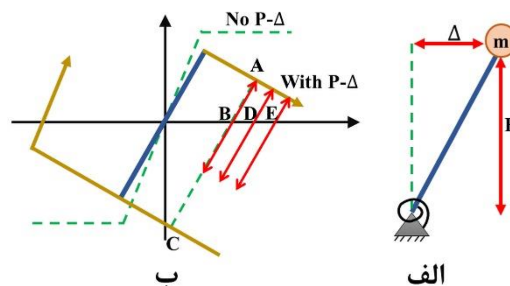
۲. جرم متمرکز: یک جرم متمرکز به‌اندازهٔ ۱ تن در بالای این تیر- ستون قرار داده شده‌است.

۳. فنر دورانی: برای اختصاص رفتار الاستوپلاستیک به سیستم، از یک فنر دورانی در پای تیر- ستون استفاده شده‌است. شکل (۱) مدل تک‌درجه آزادی نهایی و مدل رفتاری الاستوپلاستیک را بدون اثر زوال سختی و مقاومت در

بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد.

٤. میرایی: میرایی سیستم‌های خطی و غیرخطی ۰/۰۵ فرض شده‌است.

٥. بار ثقلی: به‌صورت یک بار متمرکز به‌سمت پایین در بالای ستون یعنی محل جرم متمرکز وارد شده‌است.



شکل ۱ (الف) مدل تک‌درجه آزادی، (ب) مدل رفتاری با در نظر گرفتن اثر بار ثقلی

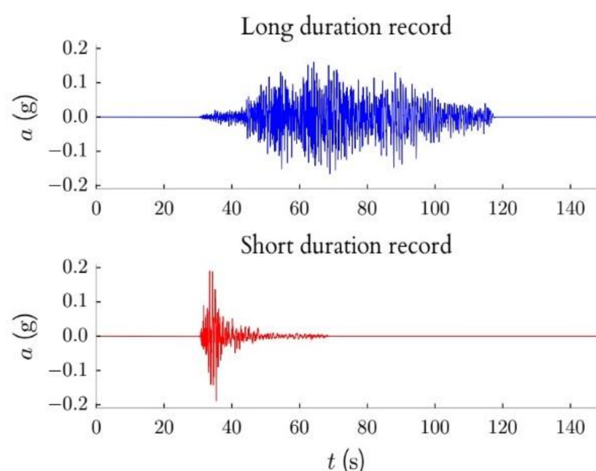
حال کفایت صلبیت خمشی تیر- ستون اثبات می‌شود. از آن‌جایی‌که سخت‌ترین حالت فنر در دورهٔ تناوب ۱ ثانیه است، اگر سختی خمشی تیر- ستون از سختی فنر در دورهٔ تناوب یک ثانیه بیشتر باشد، آن‌گاه صلبیت خمشی تیر- ستون به حدی است که تحت نیروهای وارد دچار تغییرشکل‌های خمشی نمی‌شود.

$$T = 1 = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \Rightarrow k_s \simeq 40 \ {}^{kN}/_{m} \qquad (۱)$$

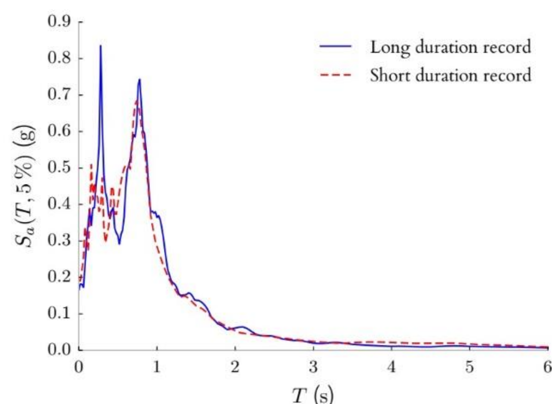
$$k_{col-beam} = \frac{3EI}{H^3} = \ 6 \times 10^6 \ {}^{kN}/_{m} \qquad (۲)$$

پس سختی تیر- ستون حدود 10^5 برابر بیشتر از سختی ناشی از فنر دورانی در سخت‌ترین سازه (سیستم با دورهٔ تناوب ۱ ثانیه) است و بنابراین تیر- ستون در تمامی سیستم‌ها صلب محسوب می‌شود.

معمولاً تأثیر شدت زلزله و محتوای فرکانسی آن برروی پاسخ سازه غالب است و مدت دوام زلزله تأثیر کم‌تری در پاسخ سازه دارد. بنابراین، برای این‌که اثر مدت دوام زلزله به‌صورت مستقل از دو پارامتر مذکور بررسی شود، از نگاشت‌های معادل طیفی چاندراموهان و همکاران [35] استفاده شد. این محققان ابتدا ۱٤٦ نگاشت با مدت دوام طولانی را انتخاب کردند. سپس برای هر نگاشت، با جستجو در میان کتابخانهٔ وسیعی از نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه و مقیاس کردن آن‌ها، نگاشتی را که نزدیک‌ترین شکل طیف به طیف‌نگاشت با مدت دوام طولانی داشت را پیدا کردند. بدین ترتیب آن‌ها ۱٤٦ جفت شتاب‌نگاشت معادل طیفی را پیدا کردند که از نظر شدت طیفی در بازهٔ وسیعی از پریودها، مقادیری نزدیک به هم دارند. از آن‌جایی که در این مقاله امکان ارائهٔ جزئیات ۲۹۲ رکورد تعیین‌شده وجود ندارد، این موضوع به مقالهٔ چاندراموهان و همکاران [35] و پیوست ۱٦۲ صفحه‌ای آن ارجاع داده می‌شود. در این پیوست تمامی جفت شتاب‌نگاشت‌های انتخابی، مدت دوام آن‌ها براساس فاصلهٔ زمانی بین ٥٪ تا ۷٥٪ شدت آریاس، ضریب مقیاس نگاشت با مدت دوام کوتاه، نمودار تاریخچه- زمانی شتاب زمین و شکل طیف‌های معادل برای هر یک از ۱٤٦ جفت شتاب‌نگاشت تعیین‌شده آمده‌است. نمونه‌ای از این جفت شتاب‌نگاشت‌ها و طیف شتاب آن‌ها در شکل (۲) و (۳) آمده‌است.



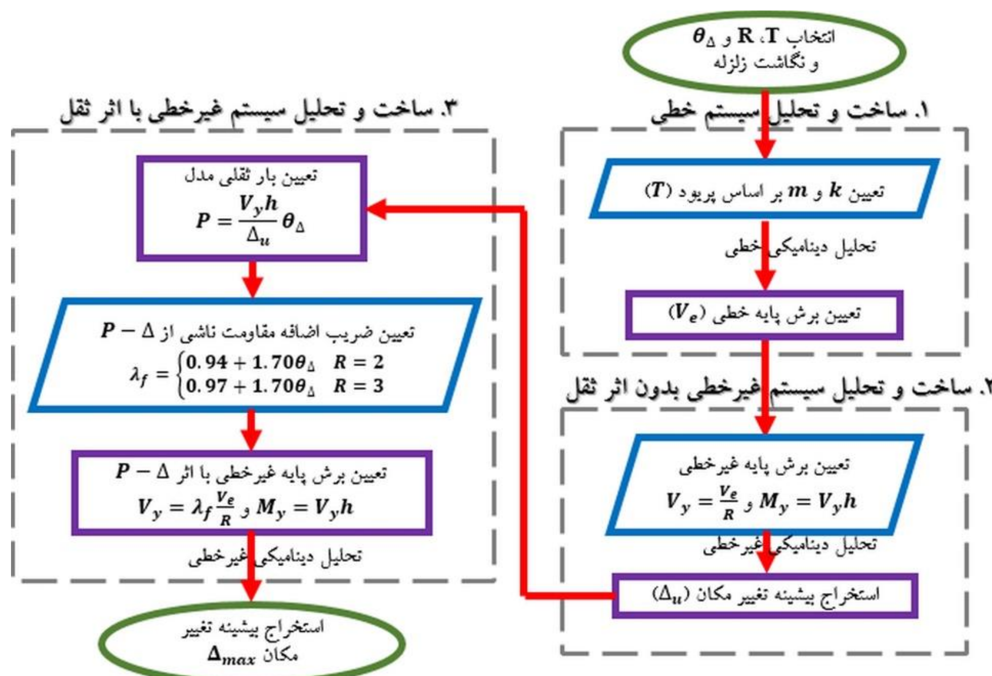
شکل ۲ نمونهٔ نمودار تاریخچه‌زمانی شتاب: (الف) نگاشت با مدت دوام طولانی، (ب) نگاشت با مدت دوام کوتاه [35]



شکل ۳ طیف پاسخ شتاب نمونهٔ شتاب‌نگاشت‌ها [35]

چنان‌که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، مقدار شتاب طیفی در دوره‌های تناوب مختلف تا حدودی اختلاف دارد. هم‌شکل بودن طیف‌ها تا حدود زیادی نشانگر شباهت محتوای فرکانسی دو شتاب‌نگاشت است. از آن‌جایی که در این تحقیق از سازه‌های تک درجه آزادی استفاده می‌شود و اثر مودهای بالاتر وجود ندارد، برای این‌که شدت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه دقیقاً یکی شود، برای تحلیل هر سازه ابتدا رکورد با مدت دوام کوتاه به‌گونه‌ای مقیاس می‌شود که مقدار شتاب طیفی آن در دورهٔ تناوب سازه دقیقاً برابر با شدت شتاب طیفی نگاشت با مدت دوام طولانی شود.

در ادامه الگوریتم نشان داده شده در روند نمای شکل (٤) در نرم‌افزار متلب (Matlab) پیاده‌سازی شد که نرم‌افزار اپنسیس (OpenSees) را به‌منظور تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی فرا می‌خواند و نتایج تحلیل‌ها را برای مقایسهٔ بیشینه تغییرمکان پردازش و آماده می‌کند. این الگوریتم شامل سه بخش اساسی است: ۱) ساخت و تحلیل سیستم خطی، ۲) ساخت و تحلیل سیستم غیرخطی بدون اثر بار ثقل و ۳) ساخت و تحلیل سیستم غیرخطی با اثر بار ثقل. در تحلیل خطی، برش پایهٔ الاستیک سیستم تک درجه آزاد تحت نگاشت مورد نظر تعیین می‌شود. سپس با فرض ضریب رفتار (R) مقدار برش پایه طراحی تعیین می‌شود و سازهٔ غیرخطی تحت نگاشت زلزله تحلیل می‌شود. در قسمت سوم الگوریتم با فرض شاخص پایداری (θ_Δ)، ابتدا مقدار بار ثقل برای اعمال در سازهٔ غیرخطی تعیین می‌شود. بدیهی است که اگر از برش پایهٔ قسمت دوم در این‌جا استفاده شود بسیاری از سازه‌ها به‌علت اضافه شدن اثر بار ثقلی دچار ناپایداری می‌شوند. بنابراین، در این قسمت برش پایه طراحی سازه‌ها براساس روابط پیشنهادی پورعلی و همکاران [36] افزایش یافته‌است تا جوابگوی اثر پی- دلتا باشد. در انتها، الگوریتم فوق بیشینه تغییرمکان جرم متمرکز در مدل رفتاری الاستوپلاستیک با شاخص‌های پایداری متفاوت را به‌دست می‌دهد. در بخش بعدی چگونگی پردازش نتایج برای مقایسهٔ اثر مدت دوام زلزله و اثر بار ثقلی به‌تفصیل توضیح داده می‌شود.



شکل ٤ روندنمای الگوریتم پیاده‌سازی‌شده در نرم‌افزار متلب

نتایج و تفسیر آن‌ها

پس از پیاده سازی الگوریتم پیشنهادی به‌منظور بررسی اثر مدت دوام، نسبت بیشینه تغییرمکان هر جفت شتاب‌نگاشت براساس رابطۀ زیر به‌دست می‌آید:

$$\theta = \frac{\Delta_{max,LD}}{\Delta_{max,SD}} \quad (۳)$$

نکتۀ حائز اهمیت در این بخش این است که ممکن است بعضی از سازه‌های غیرخطی عادی و تقویت‌شده، در برخی از نگاشت‌های زلزله در اثر غیرخطی شدن و اثر پی- دلتا دچار تغییرمکان‌های خیلی بزرگ یا ناپایداری شوند. این تغییرمکان‌های حاصل از تحلیل در برخی از موارد به‌مراتب بیشتر از ظرفیت تغییرمکانی سازه هستند. به‌عنوان مثال اگر سازه‌ای برای ضریب رفتار ۳ طراحی شود، براساس تقریب تغییر مکان برابر در دورۀ تناوب‌های بالای یک ثانیه می‌توان گفت که این سازه برای شکل‌پذیری نیازمند حدود ۳ طراحی شده‌است. حال اگر میزان تغییرمکان غیرخطی از ۱/۵ برابر تغییرمکان خطی بیشتر شود، نیاز شکل‌پذیری زلزله بیش از ۳×۱/۵ یعنی ٤/۵ است؛ درحالی‌که سازه برای چنین شکل‌پذیری طراحی نشده‌است و به عبارت دیگر نیاز شکل‌پذیری از ظرفیت شکل‌پذیری سازه بیشتر است. بنابراین پس از انجام تحلیل‌ها چنین مواردی به‌عنوان فروریزش سازه درنظر گرفته شد و فراوانی آن‌ها به‌صورت جداگانه در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه اندازه‌گیری و ثبت گردید. در سایر موارد که سازه دچار فروریزش نشده بود ($\Delta_{max} \leq 1.5S_d$)، نسبت θ ارائه‌شده در رابطۀ (۳) معیار مقایسۀ بیشینه پاسخ در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه قرار گرفت.

با هر بار پیاده‌سازی الگوریتم پیشنهادی، یک نسبت بیشینه تغییرمکان تحت نگاشت با دوام طولانی به نگاشت با مدت دوام کوتاه معادل طیفی آن (θ) محاسبه می شود. این نسبت θ برای ۱٤٦ جفت نگاشت زلزله، ٤۱ دوره تناوب ($T = 1 - 5$ با گام ۰/۱ ثانیه) و ۷ شاخص پایداری ($\theta_\Delta = 0 - 0.3$ با گام ۰/۵) و ۲ ضریب رفتار $R = 2$ و $R = 3$ محاسبه گردید. سپس به‌منظور ارزیابی آماری نسبت θ، از شاخص‌های آماری بایاس (Bias) و پراکندگی (Dispersion) استفاده شد.

بایاس (Bias) که در رابطۀ (٤) با a نشان داده شده‌است، بیانگر میانگین هندسی مقادیر θ است.

$$a = e^{\left(\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\ln\theta_i\right)} \quad (٤)$$

بنابراین اگر $a = 1$ باشد نشان می‌دهد که به‌طور میانگین پاسخ‌های نگاشت با مدت دوام طولانی برابر با نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است و در غیر این صورت نشان می‌دهد که در یک برآورد کلی از مقادیر وسیعی از θ، نسبت پاسخ نگاشت با مدت دوام طولانی به نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه چه‌قدر است؛ به‌طور مثال درصورتی‌که $a = 1.1$ باشد بدین معنی است که به‌طور میانگین، پاسخ‌های نگاشت با مدت دوام طولانی حدود ۱۰٪ بیشتر از نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است.

برای تعیین میزان پراکندگی (Dispersion) داده ها نیز از شاخص انحراف استاندارد (Standard Deviation) استفاده شد که در رابطۀ (۵) با σ نمایش داده می‌شود:

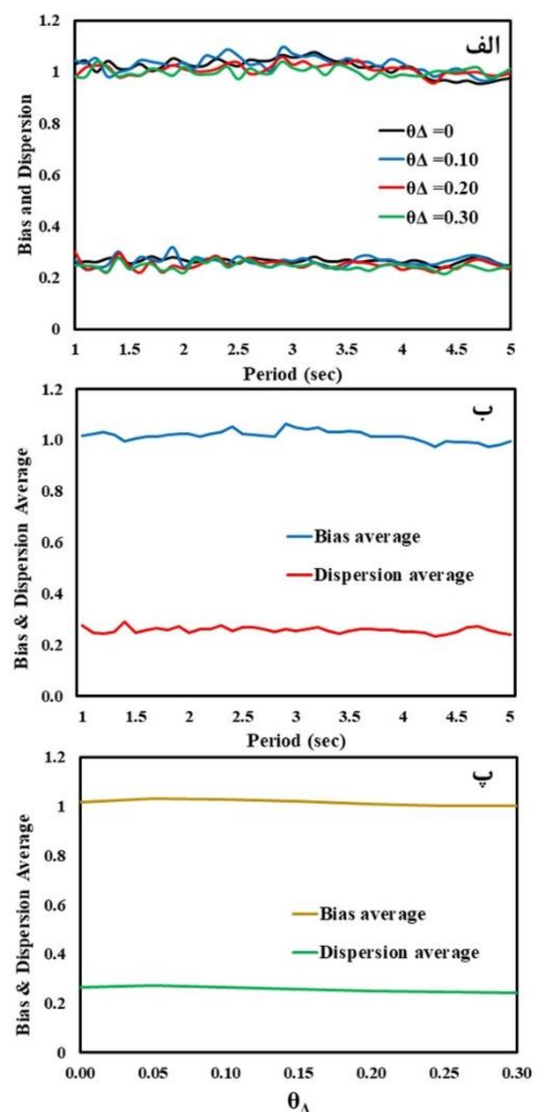
$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(\gamma_i - \bar{\gamma})^2} \quad (۵)$$

که در آن $\gamma_i = \ln\theta_i$ و $\bar{\gamma}$ میانگین $\ln\theta_i$ها است. لازم به توضیح است که هرچه این مقدار کم‌تر باشد، نشان می‌دهد که پراکندگی مقادیر θ کمتر است؛ مثلاً اگر σ برابر صفر باشد یعنی برای همۀ نگاشت‌های زلزله مقدار نسبت θ همواره برابر بوده و هیچ پراکندگی ندارد.

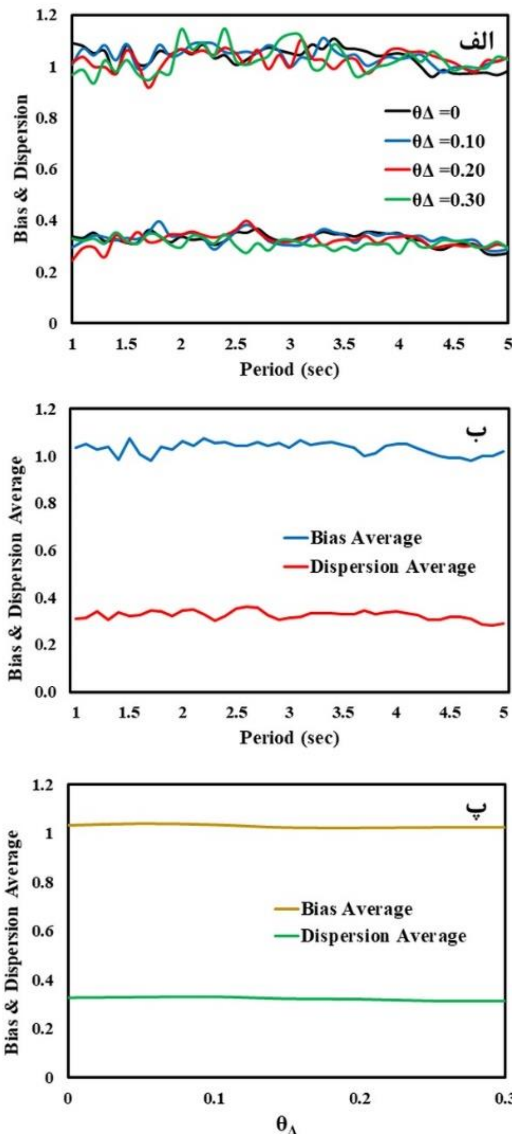
شکل (۵) مقادیر بایاس و پراکندگی را برای دوره‌های تناوب و شاخص‌های پایداری مختلف در سازه با ضریب رفتار ۲ نشان می‌دهد. چنانکه مشاهده می‌شود مقادیر بایاس به‌ازای دوره‌های تناوب و شاخص‌های پایداری متفاوت، همواره حدود یک است. بنابراین می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که مقادیر بیشینه تغییرمکان در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه به‌طور میانگین با یکدیگر برابرند و اختلاف معناداری با هم ندارند. البته باید توجه داشت که مقدار پراکندگی حدود ۰/۲۵ است. بنابراین، هر چند می‌توان گفت که مقدار θ به‌صورت میانگین حدود یک است ولی عمدۀ داده‌های θ در بازۀ ۰/۷۵ تا ۱/۲۵ متغیر هستند که در بعضی موارد مقادیر تغییرمکان در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و در بعضی دیگر مقادیر تغییرمکان در نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه بیشتر است.

شکل (٦) مقدار بایاس و پراکندگی در سازه با ضریب رفتار ۳ را نشان می‌دهد. چنان‌که مشاهده می‌شود مقادیر بایاس نسبت‌به

نمودارهای ضریب رفتار ۲، تغییرات بیشتری را هم نسبت‌به دورهٔ تناوب و هم نسبت‌به شاخص پایداری تجربه می‌کند. با این حال مقدار بایاس به‌طور میانگین برابر ۱/۰۳ است که می‌توان گفت تفاوت قابل توجهی نسبت‌به مدت دوام زلزله نشان نمی‌دهد. بایاس حدود یک با پراکندگی حدود ۳۰٪ در نتایج بیانگر این موضوع است که در جفت نگاشت‌های مختلف، پاسخ مدت دوام طولانی با انحراف استاندارد حدود ۰/۳ کمتر یا بیشتر از جفت نگاشت مدت دوام کوتاه آن بوده‌است، به‌طوری‌که میانه (بایاس) حدود یک شده و افزایش یا کاهش خاصی را با افزایش مدت دوام زلزله نشان نمی‌دهد.



شکل ۵ نمودار بایاس و پراکندگی سازه با ضریب رفتار ۲: الف) شاخص پایداری‌های مختلف، ب) میانگین شاخص‌های پایداری و پ) میانگین پریودها



شکل ٦ نمودار بایاس- پراکندگی سازه با ضریب رفتار ۳: الف) شاخص پایداری‌های مختلف، ب) میانگین شاخص‌های پایداری و پ) میانگین پریودها

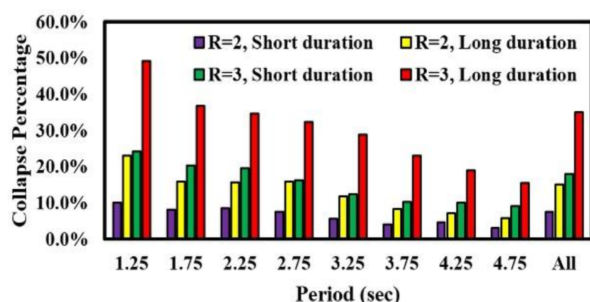
به‌طور کلی می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که با افزایش غیرخطی شدن سازه‌ها، پراکندگی نسبت پاسخ‌های دو جفت نگاشت معادل‌سازی‌شده افزایش می‌یابد ولی اثر قابل ملاحظه‌ای از افزایش بیشینه تغییرمکان در اثر نگاشت‌های با مدت دوام طولانی حتی در شاخص‌های پایداری بالا مشاهده نمی‌شود.

همان‌طور که در ابتدای این بخش بیان شد، نتایج ارائه‌شده با پالایش داده‌ها برای سازه‌هایی که دچار فروریزش نشده‌اند، به‌دست آمده‌است. در ادامه سازه‌هایی که دچار فروریزش شده‌اند، مورد بررسی بیشتر قرار می‌گیرند. نمودار شکل (۷) توزیع فراوانی

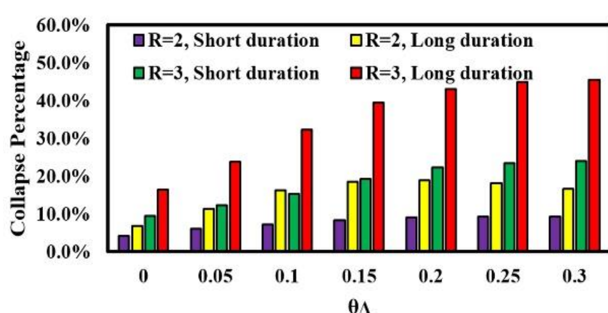
سازه‌های فروریخته را به‌صورت درصدی از تعداد کل سازه‌ها در بازه‌های ۰/۵ ثانیه از دورهٔ تناوب نشان می‌دهد. داده‌های این نمودار در شکل (۸) به‌ازای شاخص‌های پایداری متفاوت نیز رسم شده‌است. چنان‌که در بخش‌های قبل مشاهده شد، طراحی اولیهٔ سازه‌ها برای غیرخطی شدن و اثر پی- دلتا در اکثر موارد منجر به بیشینه تغییرمکان و شکل‌پذیری مناسب سازه تحت زلزله شده‌است. با این حال نمودارهای شکل (۷) و (۸) نشان می‌دهد که علی‌رغم این طراحی اولیه، در مواردی سازه دچار فروریزش شده‌است. ردیف آخر نمودار شکل (۷) نشان‌دهندهٔ درصد فروریزش در میان کل سازه‌ها با ضریب رفتار، دورهٔ تناوب و شاخص پایداری متفاوت است. مشاهده می‌شود که میزان فروریزش در سازه‌های با ضریب رفتار ۲، برای نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه و طولانی به‌ترتیب ٪۷/٦ و ٪۱۵/۲ است. بنابراین تعداد سازه‌های فروریخته تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی ۲ برابر نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است. همین نرخ در سازه‌های با ضریب رفتار ۳ نیز مشاهده می‌شود. به‌طوری‌که فراوانی فروریزش سازه‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه و طولانی به‌ترتیب ٪۱۷/۹ و ٪۳۵ می‌باشد. بنابراین علی‌رغم بخش قبل، درمورد سازه‌هایی که غیرخطی شدن زیادی را در زمان زلزله تجربه می‌کنند، تفاوت چشم‌گیری در اثر مدت دوام زلزله مشاهده می‌شود، به‌طوری‌که مطابق شکل (۷) و (۸)، به‌ازای دوره‌های تناوب مختلف و شاخص‌های پایداری مختلف، همواره فراوانی سازه‌های فروریخته در نگاشت‌های با مدت دوام طولانی حدود ۲ برابر نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است.

علاوه‌بر این باتوجه به شکل (۷) افزایش ضریب رفتار که نشان‌دهندهٔ بیشتر غیرخطی شدن سازه است، موجب افزایش فراوانی فروریزش سازه‌ها می‌شود. این نسبت فروریزش برای سازه‌های طراحی‌شده با ضریب رفتار ۳، حدود ۲/۳ برابر سازه‌های با ضریب رفتار ۲ است. نکتهٔ دیگر این‌که با افزایش دورهٔ تناوب، تعداد سازه‌هایی که دچار فروریزش شده‌اند، کاهش می‌یابد که این موضوع برای ضریب رفتارهای ۲ و ۳ و هم‌چنین برای نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه صادق است. به‌طور کلی تعداد سازه‌های فروریخته تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و با ضریب رفتار ۳، حدود ۲/۳ برابر سازه‌های با ضریب رفتار ۲ است. هم‌چنین این نسبت برای نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه نیز برابر ۲/۳ است.

در انتها اشاره به این موضوع نیز مفید است که براساس شکل (۸) می‌توان گفت که مطابق انتظار، با افزایش شاخص پایداری، تعداد سازه‌های فروریخته بیشتر می‌شود که این نرخ رشد به‌ازای شاخص‌های پایداری ۰ تا ۰/۲ تندتر است و بعد از شاخص پایداری ۰/۲، این سیر صعودی تقریباً متوقف می‌شود.



شکل ۷ مقایسهٔ تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه در دوره‌های تناوب با بازه‌های ۰/۵ ثانیه



شکل ۸ مقایسهٔ تعداد فروریزش‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه به‌ازای شاخص پایداری‌های مختلف

جمع‌بندی

به‌منظور بررسی اثر مدت دوام زلزله بر بیشینه تغییرمکان و میزان فروریزش سازه‌ها از جفت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی و کوتاه معادل طیفی استفاده شد. سازه‌ها به‌صورت سیستم تک درجه آزاد الاستوپلاستیک با یک بار ثقلی متمرکز برروی آن‌ها مدل‌سازی شدند تا اثر پی- دلتا نیز همراه با اثر مدت دوام زلزله در تحلیل وارد شود.

برای بررسی اثر مدت دوام زلزله به‌ازای بازهٔ وسیعی از شاخص‌های پایداری، از الگوریتمی خلاقانه استفاده شد که در آن مقاومت سازه به‌طور مناسبی تعیین و سپس سازه تحت نگاشت‌های زلزله قرار می‌گرفت. این الگوریتم در نرم افزار متلب به‌گونه‌ای پیاده‌سازی شد که با فراخوانی فایل مدل در نرم‌افزار

اپنسیس تحلیل‌ها انجام گیرد، سپس بیشینه تغییرمکان‌ها تحت هر نگاشت توسط متلب پردازش شود. بدین ترتیب الگوریتم پیشنهادی ۲۹۲ بار برای ۱٤٦ جفت شتاب‌نگاشت پیاده‌سازی شد که شامل بیش از ۱۵۰۰۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌شود.

نتایج تحلیل این سیستم‌های تک درجه آزادی الاستوپلاستیک نشان می‌دهد که در حوزهٔ تغییرمکان‌های مجاز، رابطهٔ معناداری بین مدت دوام زلزله و بیشینه تغییرمکان سازه‌ها مشاهده نمی‌شود که این موضوع برای شاخص‌های پایداری بالا نیز صادق است. به عبارت دیگر بیشینه تغییرمکان تحت نگاشت‌های با مدت دوام بلند گاهی بیشتر و گاهی کمتر از جفت نگاشت با مدت دوام کوتاه آن است، به‌طوری‌که در کل به‌سمت عددی بیشتر یا کمتر از آن تمایل نداشته و بایاس حدود یک است.

از طرف دیگر، نتیجه‌گیری فوق تنها در حوزهٔ تغییرمکان‌های غیرخطی مجاز سازه که از ظرفیت شکل‌پذیری سازه تجاوز نکند، صادق است، اما در حوزهٔ شکل‌پذیری‌های نیاز بالاتر که منجر به فروریزش سازه می‌شود، تعداد سازه‌های فروریخته تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی به‌مراتب بیشتر از تعداد سازه‌های فروریخته تحت نگاشت‌های با مدت دوام کوتاه است. بنابراین می‌توان نتیجه‌گیری کرد که در حوزهٔ شکل‌پذیری‌های مجاز، افزایش مدت دوام زلزله موجب افزایش تغییرمکان‌های سازه نمی‌شود ولی درصورتی‌که فراوانی تغییرمکان‌های غیرمجاز مقایسه شود، این فروانی با مدت دوام زلزله رابطهٔ مستقیم و معناداری دارد و تعداد فروریزش سازه‌ها تحت نگاشت‌های با مدت دوام طولانی تا حدود ۲ برابر بیشتر است.

مراجع

1. Chai, Y. H., and Fajfar, P., "A Procedure for Estimating Input Energy Spectra for Seismic Design", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 4, pp. 539-561, (2000).
2. Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P., and Carballo, J. E., "Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses", *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 3, pp. 469-500, (1998).
3. Tremblay, R., Filiatrault, A., Bruneau, M., Nakashima, M., Prion, H. G. and DeVall, R., "Seismic Design of Steel Buildings: Lessons from the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. *23*, No. 3, pp. 727-756, (1996).
4. Lau, D. L., Tang, A. and Pierre, J. R., "Performance of Lifelines during the 1994 Northridge Earthquake", *Canadian journal of civil engineering*, Vol. 22, No. 2, pp. 438-451, (1995).
5. Hancock, J. and Bommer, J. J., "A State-of-Knowledge Review of the Influence of Strong-Motion Duration on Structural Damage", *Earthquake spectra*, Vol. 22, No. 3, pp. 827-845, (2006).
6. Krawinkler, H., "Performance Assessment of Steel Components", *Earthquake spectra*, Vol. 3, No. 1, pp. 27-41, (1987).
7. Calado, L., Castiglioni, C. A. and Carydis, P., "Shaking Table Tests for Seismic Performance Evaluation of Steel Frames", *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, (2002).
8. Mander, J. B., Pekcan, G.O.K.H.A.N. and Chen, S. S., "Low-Cycle Variable Amplitude Fatigue Modeling of Top-and-Seat Angle Connections", *Engineering Journal*, Vol. 32, No. 2, pp. 54-62, (1995).
9. Miner, M. A., "Cumulative Damage in Fatigue", *Journal of Applied Mechanics, Transactions ASME*, Vol. 12, No. 3, pp. 159– 164, (1945).
10. Hancock, J., "The Influence of Duration and the Selection and Scaling of Accelerograms in Engineering Design and Assessment", *Doctoral dissertation, Imperial College London*, (2006).

11. Chai, Y. H., "Incorporating Low- Cycle Fatigue Model into Duration- Dependent Inelastic Design Spectra", *Earthquake Eng. Struct. Dynamics*, Vol. 34, No. 1, pp. 83-96, (2005).
12. Housner, G. W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes", *Proceedings of the 1st World Conference of Earthquake Engineering*, Berkeley, Calif, (1956).
13. Housner, G. W., "Intensity of Earthquake Ground Shaking Near the Causative Fault", *Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley, Calif , pp. 94-115, (1965).
14. Rahnama, M. and Manuel, L., "The Effect of Strong Motion Duration on Seismic Demands", *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 23-28, (1996).
15. Hancock, J. and Bommer, J. J., "Using Spectral Matched Records to Explore the Influence of Strong-Motion Duration on Inelastic Structural Response", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, No. 4, pp. 291-299, (2007).
16. Jennings, P. C. and Husid, R., "Collapse of Yielding Structures During Earthquakes", *Journal of the engineering Mechanics Division*, Vol. 94, No. 5, pp. 1045-1065, (1968).
17. Eibl, J., Keintzel, E. and Vratsanou, V., "Determination of Earthquake Duration Dependent Behaviour Factors for Unreinforced Brick Masonry Panels by Nonlinear Time History Calculations", Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, (1996).
18. Mahin, S. A., "Effects of Duration and Aftershocks on Inelastic Design Earthquakes", *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 677-680, (1980).
19. Liapopoulou, M., Bravo- Haro, M. A., and Elghazouli, A. Y., "The Role of Ground Motion Duration and Pulse Effects in the Collapse of Ductile Systems", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 49, No. 11, pp. 1051-1071, (2020).
20. Barbosa, A. R., Ribeiro, F. L., and Neves, L. A., "Influence of Earthquake Ground- Motion Duration on Damage Estimation: Application to Steel Moment Resisting Frames", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 46, No. 1, pp. 27-49, (2017).
21. Bravo-Haro, M. A., and Elghazouli, A. Y., "Influence of Earthquake Duration on the Response of Steel Moment Frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 115, pp. 634-651, (2018).
22. Hammad, A., and Moustafa, M. A., "Numerical Analysis of Special Concentric Braced Frames Using Experimentally-Validated Fatigue and Fracture Model under Short and Long Duration Earthquakes", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 19, No. 1, pp. 287-316, (2021).
23. Hammad, A., and Moustafa, M. A., "Modeling Sensitivity Analysis of Special Concentrically Braced Frames under Short and Long Duration Ground Motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 128, pp. 105867, (2020).
24. Hammad, A., and Moustafa, M. A., "Numerical Analysis of Special Concentric Braced Frames Using Experimentally-Validated Fatigue and Fracture Model under Short and Long Duration Earthquakes", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 19, No. 1, pp. 287-316, (2021).
25. Bhanu, V., Chandramohan, R., and Sullivan, T. J., "Influence of Ground Motion Duration on the Dynamic Deformation Capacity of Reinforced Concrete Frame Structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 37, No. 4, pp. 2622-

2637, (2021).

26. Rajabnejad, H., Hamidi, H., Naseri, S. A., and Abbaszadeh, M. A., "Effect of Intensity Measure on the Response of a 3D-Structure under Different Ground Motion Duration", *International Journal of Engineering, Transactions B: Applications*, Vol. 34, No. 10, pp. 2219-2237, (2021).
27. Fairhurst, M., Bebamzadeh, A., and Ventura, C. E., "Effect of Ground Motion Duration on Reinforced Concrete Shear Wall Buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 35, No. 1, pp. 311-331, (2019).
28. Pachla, F., Kowalska-Koczwara, A., Tatara, T., and Stypuła, K., "The Influence of Vibration Duration on the Structure of Irregular RC Buildings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 17, No. 6, pp. 3119-3138, (2019).
29. Pan, Y., Ventura, C. E., and Liam Finn, W. D., "Effects of Ground Motion Duration on the Seismic Performance and Collapse Rate of Light-Frame Wood Houses", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 144, No. 8, pp. 04018112, (2018).
30. Panchireddi, B., Shekhar, S., and Ghosh, J., "Influence of Ground Motion Duration on the Seismic Vulnerability of Aging Highway Bridges", *Structure and Infrastructure Engineering*, article in press.
31. Shi, Y., Li, J., Qin, H., Zhong, Z., Wang, J., and Zhang, F., "Correlation Analysis of Ground Motion Duration Indexes and Nonlinear Seismic Responses of a Long-span Continuous Rigid-Frame Bridge with High-Rise Piers", *Journal of Earthquake Engineering*, article in press.
32. Todorov, B., and Billah, A. M., "Seismic Fragility and Damage Assessment of Reinforced Concrete Bridge Pier under Long-Duration, Near-Fault, and Far-Field Ground Motions", *Structures*, Vol. 31, pp. 671-685, (2021).
33. Panchireddi, B., Shekhar, S., and Ghosh, J., "Influence of Ground Motion Duration on the Seismic Vulnerability of Aging Highway Bridges", *Structure and Infrastructure Engineering*, article in press.
34. Molazadeh, M., and Saffari, H., "The Effects of Ground Motion Duration and Pinching-Degrading Behavior on Seismic Response of SDOF Systems", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 114, pp. 333-347, (2018).
35. Chandramohan, R., Baker, J. W., and Deierlein, G. G., "Quantifying the Influence of Ground Motion Duration on Structural Collapse Capacity Using Spectrally Equivalent Records", *Earthquake Spectra*, Vol. 32, No. 2, pp. 927-950, (2016).
36. Pourali, N., Khosravi, H., and Dehestani, M., "An Investigation of P-Delta Effect in Conventional Seismic Design and Direct Displacement-Based Design Using Elasto-Plastic SDOF Systems", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 17, No. 1, pp. 313-336, (2019).